

**Sulla dissipazione delle pressioni neutre che insorgono in seguito alla realizzazione degli scavi**

OSATMI A. E., CLOUGH G. W. (1979) - *Pore-pressure Dissipation During Excavation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT4.

È noto [SKEMPTON, 1954] che una variazione delle tensioni principali totali massime e minime ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) genera in un terreno saturo una variazione di pressione neutra  $\Delta u$  funzione del coefficiente di pressione neutra  $A$  pari a:

$$u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{2} + \left[ A - \frac{1}{2} \right] (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Durante l'esecuzione di uno scavo si determina nel terreno una diminuzione delle tensioni totali con una conseguente variazione delle pressioni neutre di grandezza e segno, dipendenti dal valore del coefficiente  $A$ . Nelle argille sovraconsolidate, tale variazione è di regola negativa.

Dopo l'ultimazione dello scavo, le pressioni neutre aumentano per effetto della consolidazione, mentre diminuiscono le tensioni efficaci e il coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità [BISHOP e BJERRUM, 1960]. Il valore minimo di questo coefficiente si raggiunge perciò alla fine della consolidazione e per valori delle pressioni neutre corrispondenti alla condizione idraulica di regime permanente. È perciò pratica corrente verificare la stabilità degli scavi per condizioni di lungo termine e in termini di tensioni efficaci.

Tuttavia non è sempre corretto riferirsi a tali condizioni. La stabilità di uno scavo eseguito rapidamente e destinato a rimanere aperto per tempi brevi potrebbe infatti essere influenzata dai processi su ricordati solo in minima parte.

Il decorso della consolidazione successiva all'esecuzione dello scavo dipende infatti dalla permeabilità del terreno e può durare per tempi molto più lunghi della vita dello scavo.

Sembra perciò giustificato, in molte circostanze, effettuare le verifiche di stabilità nelle condizioni di fine scavo in termini di tensioni totali ed appli-

cando i parametri di resistenza e deformabilità del terreno ottenuti con prove non drenate. Il coefficiente di sicurezza così ottenuto non è certamente quello minimo, ma rispecchia la situazione nel periodo di esistenza dello scavo.

Problema fondamentale è perciò quello di valutare entro quali limiti sia valida la verifica di stabilità a fine costruzione e come intervengono, a determinare le condizioni da assumere in questa verifica, le modalità di esecuzione dello scavo e le caratteristiche del terreno.

Gli A.A. intendono dare una risposta teorica a tale problema, fornendo una serie di esempi nei quali si analizza l'influenza dei parametri dai quali dipendono i valori delle pressioni neutre a breve e lungo termine.

La soluzione per via analitica del problema è praticamente impossibile data la complessità delle condizioni al contorno e degli stati di tensione che, tra l'altro, variano continuamente durante l'esecuzione dello scavo. Altre complicazioni possono essere dovute a situazioni idrauliche non semplici, come ad esempio nel caso in cui sia presente una parete di contenimento.

Il calcolo agli elementi finiti consente di trattare in modo soddisfacente problemi di consolidazione mono e bidimensionale pur con ipotesi restrittive circa le modalità di applicazione del carico (carico applicato istantaneamente in un'unica fase) e le caratteristiche di deformabilità del terreno (elasticità lineare).

Nel presente lavoro gli A.A. usano un programma di calcolo agli elementi finiti che, tenendo conto delle varie fasi di scavo, del legame sforzi deformazioni di tipo non lineare, della presenza di un'eventuale opera di contenimento, consente di ricostruire l'andamento nello spazio e nel tempo delle tensioni totali delle pressioni neutre e delle deformazioni nella massa di terreno.

Nel testo originario, gli A.A. danno soltanto un cenno al programma di calcolo, limitandosi a fornire i risultati ottenuti.

Una prima formulazione del programma di calcolo è stata ricavata dalla elaborazione di un programma di SANDHU e WILSON [1969] per risolvere problemi

per i quali potessero considerarsi valide le ipotesi di mezzo saturo, di validità della legge di Darcy e di piccole deformazioni.

Il problema è stato adattato alla soluzione di problemi nel caso di mezzi ad elasticità non lineare esprimendo il modulo elastico tangente ed il modulo di carico e scarico in funzione del livello di tensione, secondo le note espressioni di DUNCAN e CHANG [1970].

Ulteriori adattamenti sono stati apportati, con procedimenti usati in altri problemi [ZIENKIEWICZ, 1971], per tener conto delle varie fasi di scavo e della presenza di eventuali pareti di contenimento ed hanno consentito di formulare l'edizione del programma usato per le elaborazioni di cui si discutono i risultati in seguito. La validità del programma è stata verificata confrontando i risultati di calcolo con i risultati dati dalle soluzioni in forma chiusa di alcuni problemi.

Una prima applicazione riguarda una condizione di scarico e di drenaggio monodimensionali come quella che può, con buona approssimazione, aversi al centro di uno scavo molto ampio.

L'esame è stato effettuato esaminando il comportamento di uno scavo profondo 15 m in uno strato di terreno dello spessore di 30 m su basamento rigido impermeabile.

Si è supposto che il terreno sia saturo con modulo di elasticità  $E' = 70$  kg/cm<sup>2</sup>, coefficiente di Poisson  $\nu' = 0,3$ , coefficiente di permeabilità  $K$  variabile da  $10^{-4}$  a  $10^{-8}$  cm/sec, coefficiente di spinta laterale a riposo  $K_0 = 0,43$ , peso di volume  $\gamma = 1,6$  t/m<sup>3</sup>.

Sono stati esaminati tre casi diversi per velocità di scavo pari a 0,03 m/giorno, 0,3 m/giorno e 3 m/giorno a cui corrispondono tempi di scavo di 500 giorni, 50 giorni, 5 giorni rispettivamente.

Gli eccessi di pressione neutra calcolati a fine costruzione, nel caso di permeabilità  $K = 1,5 \times 10^{-5}$  cm/sec sono tutti negativi e diminuiscono al diminuire della velocità di scavo (fig. 1).

Nel caso di terreno a bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec), il grado di consolidazione a fine scavo è nullo indipendentemente dalla velocità di scavo (fig. 2). Per valori più elevati della permeabilità, il grado di consolidazione è

funzione della velocità di scavo e per valori elevati di  $K$  e basse velocità di scavo si giunge, già al termine dei lavori, al pratico esaurirsi del processo di consolidazione.

Gli A.A. hanno esaminato anche il comportamento di uno scavo quadrato largo 18 m, profondo 9, in uno strato di terreno omogeneo saturo dello spessore costante di 18 m su basamento rigido impermeabile.

Il problema è stato risolto in forma bidimensionale in tre casi diversi:

— scavo senza opera di sostegno in terreno ad alta permeabilità ( $K = 1.0 \times 10^{-4}$  cm/sec);

— scavo senza opera di sostegno in terreno a bassa permeabilità ( $K = 1.0 \times 10^{-8}$  cm/sec);

— scavo con opera di sostegno in terreno a bassa permeabilità ( $K = 1.0 \times 10^{-8}$  cm/sec).

In tutti i casi si sono assunti: modulo elastico  $E' = 48$  kg/cm<sup>2</sup>, coefficiente di Poisson  $\nu' = 0,3$ , coefficiente di spinta a riposo  $K_0 = 0.8$ . Si è ipotizzato di completare lo scavo in 60 giorni (velocità media  $v = 0.15$  m/giorno).

I risultati del calcolo sono molto diversi a secondo delle permeabilità del terreno. Nel caso di elevata permeabi-

lità ( $K = 10^{-4}$  cm/sec) gli eccessi di pressione neutra a fine costruzione sono risultati praticamente nulli. Nel caso di permeabilità bassa ( $K = 10^{-8}$  cm/sec), a fine costruzione i valori delle pressioni neutre in eccesso sono elevati e rimangono ancora significativi dopo 5000 giorni dalla fine dello scavo (fig. 3).

Il grado di dissipazione è stato valutato paragonando la pressione neutra ad un dato istante ( $p$ ) con quella ( $p_0$ ) che si avrebbe nell'ipotesi di scavo istantaneo (consolidazione nulla durante la fase di scavo) secondo l'espressione

$$U = 1 - \frac{p_0}{p}$$

di cui viene dato l'andamento in funzione del tempo in fig. 4.

Per valori della permeabilità  $K = 10^{-8}$  cm/sec, dopo 10 giorni dal completamento dello scavo, è avvenuto il 10% della consolidazione. Nel caso di consolidazione monodimensionale (fig. 2), il calcolo fornisce un grado di consolidazione praticamente nullo e ciò conferma l'influenza delle condizioni al contorno sull'andamento del processo di dissipazione.

I diversi valori degli eccessi di pressione neutra nei due casi di bassa ed alta permeabilità determinano anche una diversità nel valore degli spostamenti del terreno a fine scavo. Nel caso di alta permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec), si hanno spostamenti maggiori sul fondo e sulle pareti verticali dello scavo rispetto al caso di bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec). Durante il decorso della consolidazione gli spostamenti del terreno a bassa permeabilità

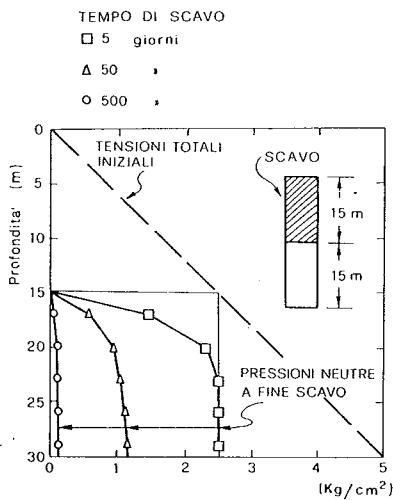


Fig. 1. - Eccessi di pressioni neutre negative a fine costruzione per diverse velocità di scavo calcolati con analisi monodimensionale ( $K = 1.5 \times 10^{-5}$  cm/sec)

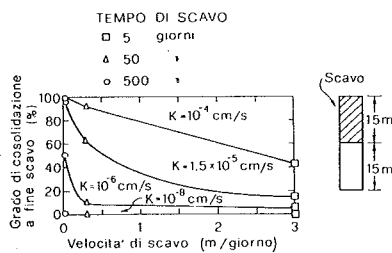


Fig. 2. - Grado di consolidazione a fine costruzione per diverse velocità di scavo nel caso di problema monodimensionale.

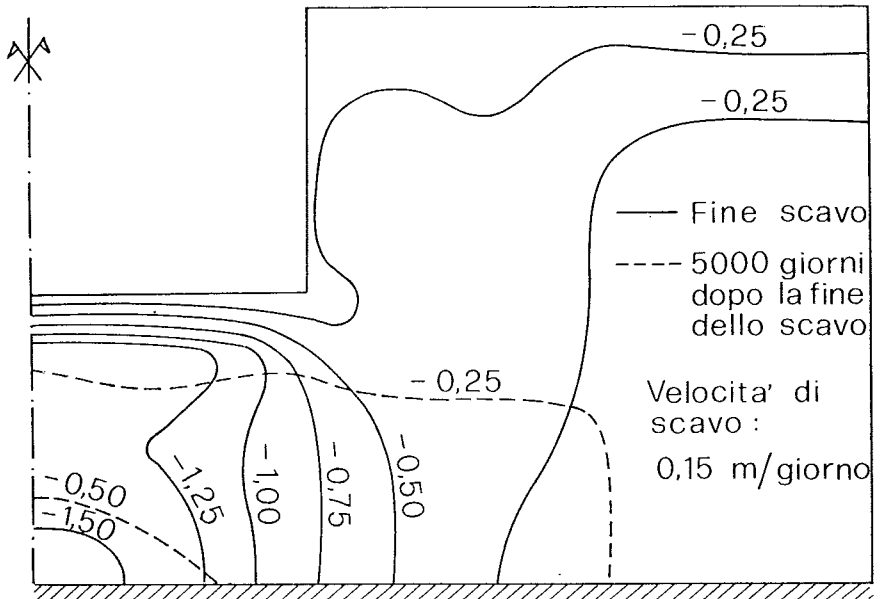


Fig. 3. - Distribuzione delle pressioni neutre in kg/cm<sup>2</sup> in uno scavo senza opere di sostegno in terreno di bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec).

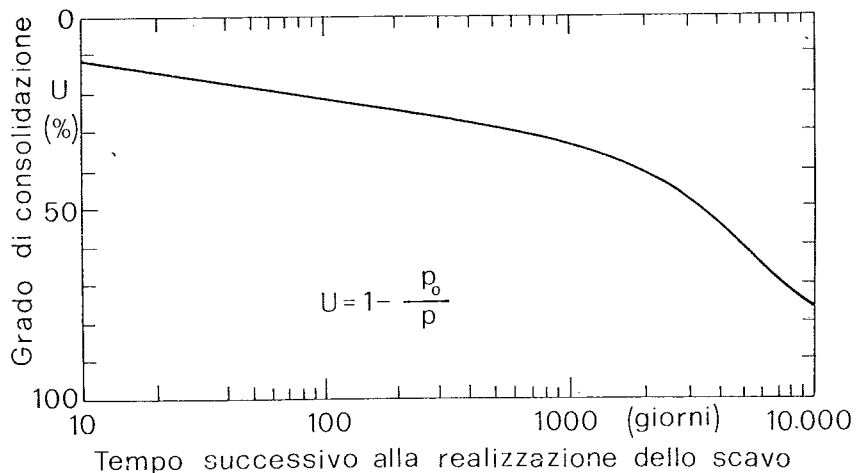


Fig. 4. - Grado di consolidazione in funzione del tempo per terreno di bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec).

tendono verso quelli del terreno permeabile con i quali coincidono dopo circa ~ 10.000 giorni a causa delle assunzioni fatte di uguaglianza nei due casi del modulo di deformabilità (E) e del coefficiente di Poisson ( $\nu$ ).

In fig. 5 sono riportati i percorsi di tensione per un punto al fondo dello scavo nei due terreni considerati. Nei terreni ad elevata permeabilità ( $K = 10^{-4}$  cm/sec), i percorsi delle tensioni totali e delle tensioni efficaci sono praticamente coincidenti. Nei terreni con bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec) i due percorsi di tensione divergono nella fase iniziale. Con il procedere dello scavo la distanza tra il punto considerato e la superficie libera diminuisce, la dissipazione delle pressioni neutre avviene più velocemente e le due curve tendono a convergere. A fine consolidazione, le tensioni totali e le tensioni efficaci coincidono fra loro e con il valore delle tensioni ottenuto nel caso di terreno con alta permeabilità. Quest'ultima circostanza deriva dall'ipotesi assunta di mezzo elastico e di identiche proprietà meccaniche nei due casi studiati.

Il calcolo precedente relativo a terreno di bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec) è stato ripetuto, ipotizzando di effettuare lo scavo in presenza di una parete di contenimento impermeabile, dello spessore di 0.6 m, infissa nel terreno fino alla profondità del substrato rigido sottostante. Si sono ottenuti, come era da attendersi, valori maggiori delle pressioni neutre negative e minori valori dei cedimenti.

Si è considerato infine il caso di mezzo con elasticità non lineare, facendo le stesse assunzioni dei casi precedenti relativamente alla permeabilità del materiale. Lo scavo, sostenuto da una parete di contenimento impermeabile, è stato eseguito con velocità costante di 0.15 m/giorno. Gli spostamenti massimi si verificano in prossimità del fondo

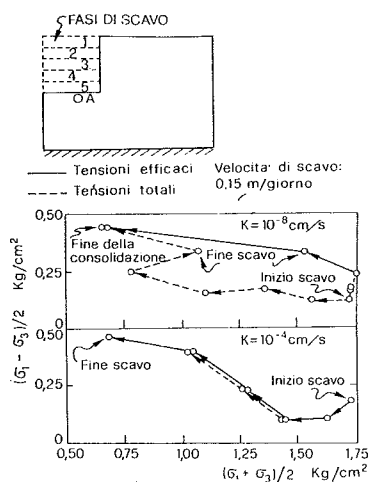


Fig. 5. - Percorsi di tensione relativi al punto A, per terreno di bassa permeabilità ( $K = 10^{-8}$  cm/sec) e di alta permeabilità ( $K = 10^{-4}$  cm/sec).

scavo. La distribuzione degli eccessi di pressione neutra è analoga a quella stimata con il calcolo effettuato nell'ipotesi di elasticità lineare.

Le due soluzioni sono cioè praticamente coincidenti e ciò è in parte giustificato dal fatto che il livello di tensione è basso ( $\sigma/\sigma_f \leq 0.5$ ).

I risultati ottenuti giustificano quindi l'adozione del modello di terreno linearmente elastico in tutti quei casi in cui la sollecitazione massima è lontana dalla tensione di rottura. Per l'esame dei cedimenti è invece preferibile adottare il modello di terreno non lineare.

I risultati dello studio consentono di confermare che in linea teorica le verifiche di stabilità nelle condizioni di fine scavo possono essere effettuate in termini di tensioni totali applicando i parametri di resistenza e deformabilità del terreno ottenuti con prove non drenate. Tuttavia, il decorso nel tempo delle pressioni neutre è fortemente influenzato dalle caratteristiche di permeabilità del terreno e dalle modalità di esecuzione dello scavo.

Lo studio teorico mostra che già con valori medi di permeabilità del terreno ( $K = 10^{-4} \div 10^{-5}$  cm/sec) e con velocità di scavo usualmente adottate, gli eccessi di pressione neutra sono quasi totalmente dissipati già a fine scavo. Sembra cioè confermata la posizione di alcuni Autori che, sulla base sperimentale, suggeriscono l'opportunità di eseguire comunque le verifiche di stabilità di scavi in termini di tensioni efficaci e con riferimento alla situazione idraulica di regime [JANBU, 1977].

(Gaetano Tancredi)

## BIBLIOGRAFIA

- BISHOP A. W., BIERRUM L. (1960) - *The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems*. Proc. Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder (Colorado), pp. 437-501.
- DUNCAN J. M., CHANG C. Y. (1970) - *Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1653.
- JANBU N. (1977) - *Slopes and Excavation in Normally and Lightly Overconsolidated Clays*. IV ICSMFE, Tokyo.
- SANDHU R. S., WILSON E. L. (1969) - *Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 95, pp. 641-652.
- SKEMPTON A. W. (1954) - *The Pore Pressure Coefficients A and B*. Géotechnique, 4, 143-147.
- ZIENKIEWICZ O. C. (1971) - *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. Mc-Gray-Hill Book Co., Inc., New York, N.Y.

## Sviluppi della Meccanica dei Terreni

SCOTT C. R. (editor) - *Developments in Soil Mechanics - 1*. Applied Science publishers, London, 1978 X+441 pp.

Sono ormai numerosi gli esempi di volumi costituiti da una serie di monografie dedicate a diversi argomenti di Geotecnica, opera ciascuna di un diverso Autore; sintomo da un lato dell'ampiezza e vitalità della ricerca e delle applicazioni in questo settore, ma anche della difficoltà sempre crescente di sintesi generali, quali quelle realizzate in un organico trattato.

Per i tipi della Applied Science Publishers, C. R. SCOTT ha curato il coordinamento di un volume intitolato « Developments in Soil Mechanics », che raccoglie 11 monografie opera di 9 autori inglesi, tutti esperti assai noti nei rispettivi campi.

A D.J. NAYLOR, dell'Università di Swansea, sono dovuti i primi due capitoli, dedicati rispettivamente a: « Metodi degli Elementi Finiti in Meccanica dei Terreni » e « Equazioni Costitutive per i Terreni ».

Nel primo di essi l'A. richiama brevemente i principi del metodo degli elementi finiti, illustrandoli con tipiche applicazioni quali calcoli di deformazioni, di filtrazione, di consolidazione e di risposta dinamica; illustra quindi le più importanti tecniche per affrontare i problemi non lineari e per condurre le analisi in termini di pressioni effettive.

Strettamente collegato al primo è il secondo capitolo, nel quale le varie equazioni costitutive sono passate in rassegna dal punto di vista del loro uso in formulazioni ad elementi finiti.

Il mezzo elastico è il primo dei modelli analizzati, partendo dal classico mezzo ad elasticità lineare, per toccare poi quelli nei quali le costanti elastiche sono variabili funzione del livello di sollecitazione o di deformazione; per ciascun caso viene fatto un cenno alla determinazione dei parametri ed al relativo campo di valori.

Seguono i modelli elasto-plastici, con richiamo dei concetti di superficie di snervamento, di incrudimento, di legge di flusso; particolare attenzione viene dedicata al modello dello stato critico basato sul lavoro del gruppo di Cambridge.

Nel terzo capitolo J. B. BURLAND illustra, sulla base di applicazioni a diversi problemi reali di Ingegneria Civile, l'uso del metodo degli elementi finiti per la previsione delle deformazioni del terreno.

Viene descritta in primo luogo l'analisi dei cedimenti di un serbatoio poggiante su « chalk »; quindi l'interpretazione degli spostamenti di alcuni punti di dighe in terra e rockfill durante la costruzione; infine, la previsione ed il controllo delle deformazioni indotte dall'esecuzione di scavi a cielo aperto, fra